

**PERUBAHAN TATA GUNA LAHAN TERHADAP
KARAKTERISTIK BANJIR DI KAMPUS II UMS DENGAN
HEC-HMS**



PUBLIKASI ILMIAH

Disusun sebagai salah satu syarat menyelesaikan Program Studi Strata I pada Jurusan
Teknik Sipil
Fakultas Teknik

oleh:

LAILA ULINUHA

NIM : D 100 120 027

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SURAKARTA
2016**

HALAMAN PERSETUJUAN
PERUBAHAN TATA GUNA LAHAN TERHADAP
KARAKTERISTIK BANJIR DI KAMPUS II UMS DENGAN
HEC-HMS

PUBLIKASI ILMIAH

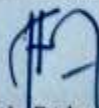
oleh:

LAILA ULINUHA

NIM : D 100 120 003

Telah diperiksa dan disetujui untuk diuji oleh :

Dosen Pembimbing Utama



Ir. A. Karim Fatchan MT

NIK. 496

HALAMAN PENGESAHAN

**PERUBAHAN TATA GUNA LAHAN TERHADAP
KARAKTERISTIK BANJIR DI KAMPUS II UMS DENGAN
HEC-HMS**

OLEH

LAILA ULINUHA

NIM : D 100 120 027

Telah dipertahankan di depan Dewan Penguji

Fakultas Teknik jurusan Teknik Sipil

Universitas Muhammadiyah Surakarta

Pada 10 Oktober 2016

Dan dinyatakan telah memenuhi syarat

Dewan Penguji

1. Ir.A. Karim Fatchan,MT

(Ketua Dewan Penguji)

(.....)

2. Gurawan Djati W.,ST.,M.Eng

(Anggota I Dewan Penguji)

(.....)

3. Kuswartomo,ST.,MT

(Anggota II Dewan Penguji)

(.....)

Dekan Fakultas Teknik

Ir. Seti Sunarjono, M.T., Ph.D.

NIK. 682

PERNYATAAN

Dengan ini saya menyatakan bahwa dalam skripsi ini tidak terdapat karya yang pernah diajukan untuk memperoleh gelar kesarjanaan di suatu perguruan tinggi dan sepanjang pengetahuan saya juga tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan orang lain, kecuali secara tertulis diacu dalam naskah dan disebutkan dalam daftar pustaka.

Apabila kelak terbukti ada ketidakbenaran dalam pernyataan saya di atas, maka akan saya pertanggungjawabkan sepenuhnya.

Surakarta, 10 Oktober 2016

Penulis



LAILA ULINUHA

NIM : D 100 120 027

CHANGES TO LAND MANAGEMENT OF CHARACTERISTIC FLOOD ON CAMPUS II UMS WITH HEC-HMS

PERUBAHAN TATA GUNA LAHAN TERHADAP KARAKTERISTIK BANJIR DI KAMPUS II UMS DENGAN HEC-HMS

Abstraksi

Perubahan tata guna lahan yang terjadi di Kampus II UMS akan mempengaruhi debit puncak. Hal ini dapat terjadi karena penggunaan lahan tersebut dapat merubah nilai C (koefisien penggunaan lahan) dan nilai CN. Penelitian ini dilakukan dengan tujuan untuk mengetahui perubahan tata guna lahan dan karakteristik banjir di kampus II UMS dengan HEC-HMS dan rumus rasional.

HEC-HMS dan rumus rasional tersebut menjadi parameter untuk mengetahui reduksi maupun penambahan puncak banjir dari outflow banjir kampus II sebelum dan setelah pembangunan Masjid Kampus II UMS. Penelitian ini menggunakan sejumlah data primer dan sekunder. Data primer diperoleh dari pengamatan langsung dilapangan untuk mengetahui kemiringan dasar saluran. Data sekunder diperoleh dari studi literatur dari instansi terkait seperti data hujan, data topografi dan luasan kampus II UMS.

Dengan menghitung parameter-parameter berdasarkan data yang ada, dapat disimpulkan untuk periode ulang 2 tahunan sebagai berikut. Pertama Banjir dan genangan yang terjadi di Kampus II UMS terjadi karena inlet yang masuk keselokan intensitasnya kurang besar sehingga air meresapnya tidak maksimal dan kapasitas saluran yang kurang mencukupi karena adanya sedimentasi. Kedua perhitungan debit puncak dengan perhitungan rasional terjadi kenaikan debit sebesar $0,093 \text{ m}^3/\text{dt}$ atau 5,7%. Sedangkan perhitungan debit puncak dengan model SCS Unit Hidrograf didapatkan kenaikan debit sebesar $0,004 \text{ m}^3/\text{dt}$ atau 2,4%.

Kata kunci: HEC-HMS, rumus rasional, debit puncak dan sumur resapan.

Abstracts

Changes to land of what happened on 2nd campus of UMS will affect the discharge. This can happen because the use of the land can change a value of C (coefficient of land use) and value CN. The study is done with a view to change to know of land and characteristic flood on 2nd campus of UMS with HEC-HMS and rational formula.

HEC-HMS and rational formula the parameters to be aware of the addition of the reduction and the flood from the peak outflow ii flood campus before and after the mosque construction campus ii ums. This research using a number of primary and secondary data. The primary data obtained from direct observation in court to know basic channels slope. Secondary data obtained from literature study of related agencies such as data rain, topography data and space ii ums campus.

Counting parameters based on existing data, can be concluded for a period of 2 annual rematch as follows. First floods and inundation on 2nd campus of UMS happened because of an inlet who enters keselokan less great intensity so water meresapnya and not a maximum capacity of a channel that lacking sufficient the presence of sedimentation cos. Both calculation discharge summits with rational calculation increase occurs worth $0,093 \text{ m}^3/\text{s}$ or 5.7 %. While the peak calculation discharge with a model unit hidrograf SCS been gained the rise in debit worth $0,004 \text{ m}^3/\text{s}$ or 2.4 %.

Keywords: hec-hms, the formula rational, the peak of debit and well absorption

1. PENDAHULUAN

Kampus dua UMS yang dilengkapi dengan fasilitas gedung perkuliahan bagi fakultas teknik, ekonomi, psikologi, fakultas informatika dan komunikasi, perpustakaan pusat, GOR, area parkir, taman, lapangan serta masjid. Beberapa kejadian yang menjadi kendala di dalam perkuliahan mahasiswa adalah kejadian banjir dan genangan yang terjadi pada setiap hujan deras mengguyur kampus II UMS. Pusat banjir terparah yaitu berada di parkir dekat dengan masjid.

Penyebab utama terjadinya banjir dan genangan dipengaruhi oleh intensitas curah hujan yang tinggi, sistem saluran drainase yang kurang baik, penyumbatan saluran drainase, inlet ke saluran drainase yang kurang mencukupi dan dimensi saluran air yang terlalu kecil. Pada tahun 2016 akan dilakukan pembangunan masjid di sebelah utara Fakultas Informatika dan Komunikasi. Pembangunan Masjid tersebut akan merubah tata guna lahan yang sebelumnya taman menjadi bangunan yang masih kedap air. Perubahan tata guna lahan ini menyebabkan daya serap dan koefisien limpasan akan berubah, untuk mengetahui pengaruh perubahan tata guna lahan terhadap karakteristik banjir di kampus dua UMS dengan menggunakan analisis Hec-HMS dan rumus rasional. Program Hec-HMS akan menjadi parameter daerah tangkapan hujan menganalisis karakter banjir karena perubahan alih fungsi dari suatu lahan di Kampus II UMS.

2. METODE PENELITIAN

Teknik pengumpulan yang dilakukan penulis menggunakan data yang bersifat sekunder. Sumber data yang diperoleh dalam penelitian Tugas Akhir ini diperoleh dari beberapa sumber. Data hujan diperoleh dari Balai Besar Wilayah Sungai Bengawan Solo, kemudian gambar foto udara wilayah kampus II UMS didapat dengan menggunakan google earth dan google map dan data luas wilayah tata guna lahan kampus II UMS diperoleh dari Laboratorium Teknik Sipil UMS. Agar dalam proses penyusunannya menjadi mudah penelitian melalui beberapa tahap. Tahap pertama data hujan dihitung dengan rumus rata-rata aritmatik. Kedua data hujan di uji dengan RAPS (*rescaled adjusted partial sum*). Ketiga analisis frekuensi data hujan dengan menentukan curah hujan harian maksimum. Keempat Di uji kesesuaian distribusi dengan metode Smirnov-Kolmogorov dan metode Chi-Kuadrat. Kelima Hidrograf banjir dengan metode rasional. Keenam perhitungan routing banjir dengan metode *Convex*. Ketujuh simulasi dengan HEC-HMS metode SCS (*Soil Conservation Service*). Dan terakhir perhitungan drainase berwawasan lingkungan dengan pembuatan sumur resapan.

3. HASIL DAN PEMBAHASAN

3.1. Analisis Frekuensi Data Hujan

Analisis frekuensi curah hujan diperlukan untuk menentukan jenis sebaran (distribusi). Analisis frekuensi curah hujan dihitung dengan memilih 20 data terbesar dari tiga stasiun hujan yaitu Stasiun Hujan Pabelan, Stasiun Hujan Waduk Cengklik, stasiun Hujan Tasikmadu selama 15 tahun. Perhitungan analisa frekuensi curah hujan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 5.3 sebagai berikut ini:

Tabel 3.1 Tabel Analisa Frekuensi Curah Hujan

No	Xterurut	(Xi-Xrerata)	(Xi-Xrerata) ²	(Xi-Xrerata) ³	(Xi-Xrerata) ⁴
1	104.50	32.013	1024.800	32806.415	1050215.360
2	90.5	18.013	324.450	5844.158	105267.904
3	87.5	15.013	225.375	3383.445	50793.961
4	83.5	11.013	121.275	1335.543	14707.664
5	80.75	8.263	68.269	564.072	4660.644
6	77.50	5.013	25.125	125.940	631.273
7	75.50	3.013	9.075	27.339	82.358
8	75	2.513	6.313	15.861	39.850
9	74.5	2.013	4.050	8.151	16.404
10	74	1.513	2.288	3.460	5.233
11	69.5	-2.988	8.925	-26.664	79.658
12	68.00	-4.488	20.138	-90.368	405.525
13	67.75	-4.738	22.444	-106.328	503.729
14	67.00	-5.488	30.113	-165.243	906.772
15	66.5	-5.988	35.850	-214.653	1285.234
16	59.5	-12.988	168.675	-2190.669	28451.308
17	58.50	-13.988	195.650	-2736.657	38278.984
18	57	-15.488	239.863	-3714.873	57534.094
19	56.5	-15.988	255.600	-4086.407	65331.440
20	56.25	-16.238	263.656	-4281.121	69514.701
Jumlah	1449.750		3051.934	26501.401	1488712.096
Rerata	72.488				

Dari hasil perhitungan diatas selanjutnya ditentukan jenis sebaran yang sesuai, dalam penentuan jenis sebaran diperlukan faktor-faktor sebagai berikut:

1. Standar Deviasi (Sd)

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (X_1 - \bar{X})^2}{n-1}}$$

$$Sd = \sqrt{\frac{3051,934}{20-1}} = 12,674$$

2. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{n \sum (X_1 - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)Sd^2}$$

$$Cs = \frac{20 \times 26501,401}{19 \times 18 \times 12,674^2} = 0,761$$

3. Koefisien Kurtosis (Ck)

$$Ck = \frac{n \sum (X_1 - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4}$$

$$Ck = \frac{20 \times 1488712,096}{19 \times 18 \times 17 \times 12,674^4} = 1,1247$$

4. Koefisien Variasi (Cv)

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{X}}$$

$$Cv = \frac{12,674}{72,488} = 0,1748$$

3.2. Pemilihan Jenis Distribusi

Dalam statistik terdapat beberapa jenis sebaran (distribusi), diantaranya yang sering digunakan dalam hidrologi adalah:

- Distribusi Gumbel
- Distribusi Log Normal
- Distribusi Log-Person Tipe III
- Distribusi Normal

Berikut ini adalah perbandingan syarat-syarat distribusi dan hasil perhitungan analisis frekuensi curah hujan.

Tabel 3.2 Tabel Perbandingan Syarat Distribusi dan Hasil Perhitungan.

No	Jenis Distribusi	Syarat	Hasil Perhitungan	Keterangan
1	Gumbel	$Cs \leq 1,1396$ $Ck \leq 5,4002$	$0,7613 < 1,1396$ $1,1247 < 5,4002$	memenuhi
2	Log Normal	$Cs = 3 Cv$ $Cs = 0,6$	$0,5245 > 0,3006$ $0,5245 < 0,6$	Tidak memenuhi
3	Log-Person Tipe III	$Cs \approx 0$ $Cv = 0,3$	$0,5245 > 0$ $0,1748 < 0,3$	Tidak memenuhi
4	Normal	$Cs = 0$ $Ck = 3$	$0,5245 > 0$ $1,1247 < 3$	Tidak memenuhi

3.3. Pengujian Kecocokan Jenis Sebaran

a. Perhitungan Chi-kuadrat :

1. Jumlah kelas (k) $= 1 + 3,322 \log n$
 $= 1 + 3,322 \log 20$
 $= 5,32 \approx$ diambil nilai 5 kelas
2. Derajat kebebasan (dk) $= k - (P+1)$
 $= 5 - (2+1)$
 $= 2$

Untuk dk = 2, signifikan (α) = 5 %, maka dari tabel uji chi-kuadrat didapat harga $X^2 = 5,991$

3. $E_f = n / k$
 $= 20 / 5$
 $= 4$
4. $Dx = (X_{\max} - X_{\min}) / (k - 1)$
 $Dx = (104,50 - 56,25) / (5 - 1)$
 $= 12,063$
5. $X_{\text{awal}} = X_{\min} - (0,5 \times Dx)$
 $= 56,25 - (0,5 \times 12,063)$
 $= 50,219$
6. Tabel perhitungan X^2

Tabel 3.3 Tabel Perhitungan Uji *Chi-Kuadrat*

No	Nilai Batasan	O_f	E_f	$(O_f - E_f)^2$	$\frac{(O_f - E_f)^2}{E_f}$
1	$50,219 \leq X \leq 62,281$	5	4	1	0,25
2	$62,281 \leq X \leq 74,344$	6	4	4	1
3	$74,344 \leq X \leq 86,406$	5	4	1	0,25
4	$86,406 \leq X \leq 98,469$	3	4	1	0,25
5	$98,469 \leq X \leq 110,531$	1	4	9	2,25
	Jumlah	20			4

Dari hasil perhitungan diatas didapat nilai X^2 sebesar 4 yang kurang dari nilai X^2 pada tabel uji *Chi Kuadrat* yang besarnya adalah 5,991. Maka dari pengujian kecocokan penyebaran Distribusi Gumbel dapat diterima.

b. Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji keselarasan Smirnov-Kolmogorof sering juga disebut dengan uji kecocokan non parametik, karena pengujian tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Hasil pengujian dengan Smirnov-Kolmogorof untuk metode Gumbel dapat dilihat pada Tabel 5.7.

Tabel 3.4 Tabel Uji Smirnov-Kolmogorof

Xi	M	P(X)= m/(n+1)	P(x<)	f(t)= (Xi-Xrt)/S	P'(x) = M/(n-1)	P'(x<)	D
104.50	1	0.0476	0.9784	2.5259	0.0526	0.9474	0.0310
90.5	2	0.0952	0.9139	1.4212	0.1053	0.8947	0.0191
87.5	3	0.1429	0.8851	1.1845	0.1579	0.8421	0.0430
83.5	4	0.1905	0.8328	0.8689	0.2105	0.7895	0.0433
80.75	5	0.2381	0.7853	0.6519	0.2632	0.7368	0.0485
77.50	6	0.2857	0.7148	0.3955	0.3158	0.6842	0.0305
75.50	7	0.3333	0.6629	0.2377	0.3684	0.6316	0.0313
75	8	0.3810	0.6489	0.1982	0.4211	0.5789	0.0699
74.5	9	0.4286	0.6345	0.1588	0.4737	0.5263	0.1081
74	10	0.4762	0.6196	0.1193	0.5263	0.4737	0.1460
69.5	11	0.5238	0.4701	-0.2357	0.5789	0.4211	0.0491
68.00	12	0.5714	0.4154	-0.3541	0.6316	0.3684	0.0470
67.75	13	0.6190	0.4061	-0.3738	0.6842	0.3158	0.0903
67.00	14	0.6667	0.3783	-0.4330	0.7368	0.2632	0.1151
66.5	15	0.7143	0.3597	-0.4724	0.7895	0.2105	0.1491
59.5	16	0.7619	0.1253	-1.0247	0.8421	0.1579	-0.0326
58.50	17	0.8095	0.1004	-1.1036	0.8947	0.1053	-0.0048
57	18	0.8571	0.0689	-1.2220	0.9474	0.0526	0.0163
56.5	19	0.9048	0.0600	-1.2614	1.0000	0.0000	0.0600
56.25	20	0.9524	0.0558	-1.2812	1.0526	-0.0526	0.1084

Derajat signifikasi = 0,05 (5%)

Dmaks = 0,1084 → m = 20 Do kritis = 0,29 untuk n = 20 → (lihat Tabel pada lampiran) Dilihat dari perbandingan di atas bahwa Dmaks < Do kritis, maka metode sebaran yang diuji dapat diterima.

3.4. Perhitungan Curah Hujan Rencana

Metode yang digunakan dalam perhitungan hujan maksimum ini adalah metode Gumbel, untuk nilai Y_n dan S_n didapat dari tabel hubungan Mean of Reduced Variate (Y_n) dan Standard Deviation of The Reduce Variate (S_n) serta dengan jumlah tahun pengamatan (n). Sedangkan nilai Y_t didapat dari tabel hubungan periode ulang (T) dengan Reduced Variate (Y_t).

$$\begin{aligned}\text{Curah hujan maksimum: } X_t &= \bar{X} + \frac{S}{S_n} (Y_t - Y_n) \\ &= 72,488 + \frac{12,674}{1,0628} (0,3665 - 0,5236) \\ &= 70,614 \text{ mm}\end{aligned}$$

Hasil perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 3.5 dibawah ini:

Tabel 3.5 Perhitungan Curah Hujan Rencana

No	T	Xrerata	Yt	S	Yn	Sn	X _T (mm)
1	2	72.488	0.3665	12.674	0.5236	1.0628	70.614
2	5	72.488	1.4999	12.674	0.5236	1.0628	84.130
3	10	72.488	2.2504	12.674	0.5236	1.0628	93.080
4	20	72.488	2.9702	12.674	0.5236	1.0628	101.663
5	25	72.488	3.1985	12.674	0.5236	1.0628	104.386

3.5. Analisis Intensitas Curah Hujan Jam-jaman

Perhitungan intensitas curah hujan jam-jaman adalah dengan menggunakan

$$\text{Rumus Mononobe modifikasi sebagai berikut: } I = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{t} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Dimana: I = Intensitas curah hujan (mm/jam)

R_{24} = Curah hujan maksimum harian selama 24 jam (mm)

T = lamanya hujan (24 jam)

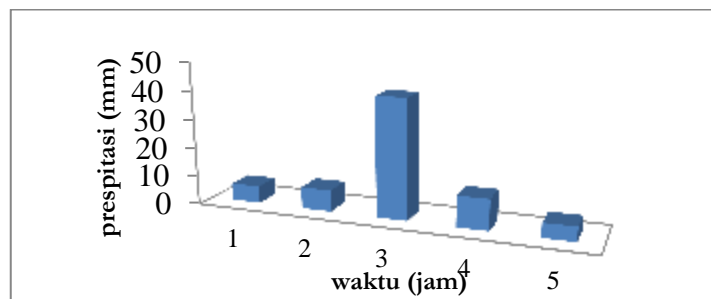
Tabel 3.6 Tabel Perhitungan Intensitas Hujan dengan Modifikasi Mononobe

Durasi	Curah Hujan Maksimum 24 Jam (R_{24}) (mm/24jam)				
(jam)	2 tahun	5 tahun	10 tahun	20 tahun	25 tahun
	70.614	84.130	93.080	101.663	104.386
	Intensitas Hujan Rencana dengan rumus Mononobe (mm/jam)				
1	41.295	49.199	54.433	59.453	61.045
2	26.014	30.994	34.291	37.453	38.456
3	19.853	23.653	26.169	28.582	29.347
4	16.388	19.525	21.602	23.594	24.226
5	14.123	16.826	18.616	20.333	20.877

Kelanjutan pengerjaan menggunakan model distribusi hujan yang digunakan untuk menghitung hujan jam-jaman. Model distribusi tersebut yaitu menggunakan *Alternating Block Metode* (ABM).

Tabel 3.7 Tabel Nilai ABM Periode Ulang 2 Tahun

Jam (t)	Rt	t. Rt	Rt+1-Rt	ABM
1	41.295	41.295	41.295	5.994
2	26.014	52.029	10.734	7.529
3	19.853	59.558	7.529	41.295
4	16.388	65.552	5.994	10.734
5	14.123	70.614	5.062	5.062



Gambar 3.1 Gambar Grafik ABM Periode 2 Tahunan

3.6. Analisa Debit Rencana

Hasil analisis debit aliran sebelum diadakan pembangunan masjid dan sesudah dilakukan pembangunan masjid dengan rumus rasional dapat dilihat perbedaan debit yang terjadi sebagai berikut:

a. Waktu kosentrasi (tc)

$$\begin{aligned}
 T_c &= 3,97 L^{0,77} S^{-0,385} \\
 &= 3,97 \cdot 0,065^{0,77} \cdot 0,0001^{-0,385} \\
 &= 16,778 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

b. Debit rencana metode rasional

Metode yang digunakan untuk menghitung debit rencana yaitu menggunakan rumus rasional. Jika $t_r > t_c$ maka $Q_{\text{puncak}} = C I A_{\text{total}}$

dan jika $t_r < t_c$ maka $Q_{\text{puncak}} = C I A_{\text{sebagian}}$

Perhitungannya dapat dilakukang dengan rumus $Q = C.I. A_{\text{total}}$

➤ Perhitungan sebelum diadakan pembangunan masjid

Koefisien limpasan (run off) air hujan (C) = 0.25

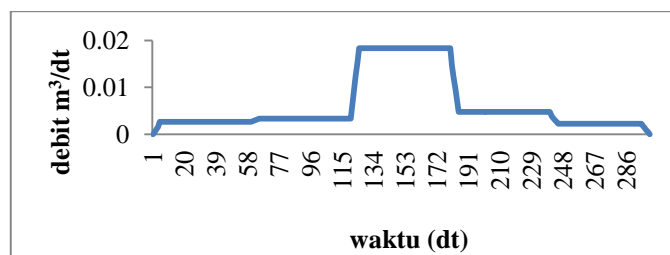
Intensitas hujan (I) = 41,295 mm/jam

Luas daerah pengaliran (A) = 0,006 km²

$$\begin{aligned}
 Q &= C.I. A_{\text{total}} \\
 &= 0.25 \cdot 41,295 \cdot 0,006 = 0,018 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

Tabel 3.8 Tabel Debit Rencana Sebelum Diadakan Pembangunan Masjid

	L(km)	S	A(km ²)	Tc (mnt)	I(mm/jam)	C	Q(m ³ /dt)
D5	0.065	0.0001	0.006	16.778	5.99408	0.25	0.00266
D5	0.065	0.0001	0.006	16.778	7.52932	0.25	0.00334
D5	0.065	0.0001	0.006	16.778	41.2954	0.25	0.01831
D5	0.065	0.0001	0.006	16.778	10.7335	0.25	0.00476
D5	0.065	0.0001	0.006	16.778	5.06177	0.25	0.00224



Gambar 3.2 Gambar Hidrograf Banjir Rasional Daerah 5 Periode 2 Tahunan

Untuk mencapai titik di hilirnya dari hidraugraf banjir di atas maka hidraugraf banjir tersebut dirouting dengan metode Convec adalah sebagai berikut ini:

$$Q = 0,0183 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$L = 0,065 \text{ m}$$

$$n = 0,02$$

$$B = 0,8 \text{ m}$$

$$S_o = 0,0001$$

$$h = 0,183 \text{ m (dengan trial error)}$$

$$V = \frac{1}{n} \left(\frac{B \cdot h}{B + 2h} \right)^{2/3} S_o^{1/2}$$

$$= \frac{1}{n} \left(\frac{0,8 \cdot 0,183}{0,8 + 2 \cdot 0,183} \right)^{2/3} 0,0001^{1/2} = 0,125 \text{ m/dt}$$

$$A = B \cdot h$$

$$= 0,8 \cdot 0,183$$

$$= 0,146 \text{ m}^2$$

$$\Delta t = 1 \text{ dt}$$

$$M = 5/3 = 1,667$$

$$K = L / (m \cdot V)$$

$$= 0,065 / (1,667 \cdot 0,125)$$

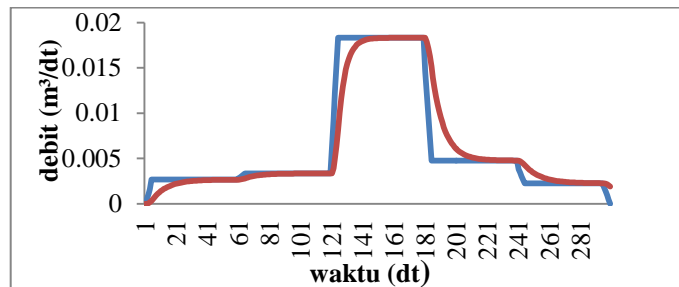
$$= 5,188$$

$$C = \Delta t / K$$

$$= 1 / 5,188$$

$$= 0,193$$

Dengan nilai C sebesar 0,193 didapatkan nilai debit puncak selama 5 jam sebesar 0,0183 m³/dt. Routing banjir dengan metode rasional dapat dilihat pada grafik berikut ini:



Gambar 3.3 Gambar Grafik Routing Debit Puncak Periode 2 Tahunan

Dengan perhitungan yang sama dari hasil routing kemudian didapatkan routing debit puncak komulatif sebesar 0,1807 m³/dt kemudian debit puncak tersebut untuk perbandingan yang dihitung menggunakan HEC-HMS dengan metode SCS Unit Hidrograf.

➤ Perhitungan setelah diadakan pembangunan masjid

Koefisien limpasan (run off) air hujan (C) = 0.39

Intensitas hujan (I) = 41,295mm/jam

Luas daerah pengaliran (A) = 0,006 km²

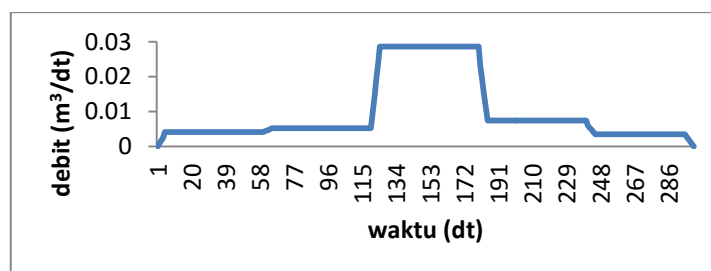
$Q = C.I.A$

= 0,39 . 41,295 . 0,006

= 0,028 m³/dt

Tabel 3.9 Tabel Debit Rencana Setelah Diadakan Pembangunan Masjid

	L(km)	S	A(km ²)	Tc (mnt)	I(mm/jam)	C	Q(m ³ /dt)
D5	0.065	0.0001	0.006	16.778	5.99408	0.39	0.00415
D5	0.065	0.0001	0.006	16.778	7.52932	0.39	0.00521
D5	0.065	0.0001	0.006	16.778	41.2954	0.39	0.02857
D5	0.065	0.0001	0.006	16.778	10.7335	0.39	0.00743
D5	0.065	0.0001	0.006	16.778	5.06177	0.39	0.00350



Gambar 3.4 Gambar Grafik Hidrograf Banjir Rancangan 2 Tahunan

Perubahan tata guna lahan yang terjadi dikampus 2 UMS dengan menggunakan rumus rasional menghasilkan perubahan kenaikan debit puncak sebesar $0,01 \text{ m}^3/\text{dt}$.

Perhitungan routing metode rasional

$$Q = 0,0286 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$L = 0,065 \text{ m}$$

$$n = 0,02$$

$$B = 0,8 \text{ m}$$

$$S_o = 0,0001$$

$$h = 0,254 \text{ m (dengan trial error)}$$

$$V = \frac{1}{n} \left(\frac{B \cdot h}{B + 2h} \right)^{2/3} S_o^{1/2}$$

$$= \frac{1}{n} \left(\frac{0,8 \cdot 0,254}{0,8 + 2 \cdot 0,254} \right)^{2/3} 0,0001^{1/2} = 0,145 \text{ m/dt}$$

$$A = B \cdot h$$

$$= 0,8 \cdot 0,254 = 0,203 \text{ m}^2$$

$$\Delta t = 1$$

$$M = 5/3 = 1,667$$

$$K = L / (m \cdot V)$$

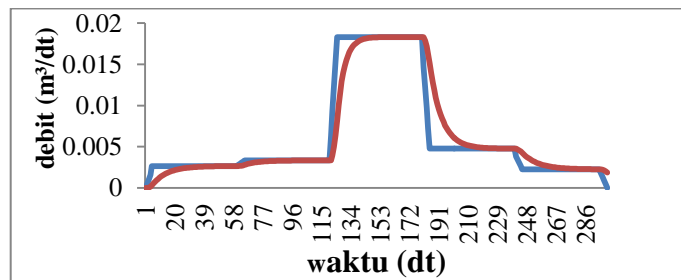
$$= 0,065 / (1,667 \cdot 0,145)$$

$$= 4,497$$

$$C = \Delta t / K$$

$$= 1/4,497 = 0,222$$

Dengan nilai C sebesar 0,222 didapatkan nilai debit puncak selama 5 jam sebesar $0,0286 \text{ m}^3/\text{dt}$. Routing banjir dengan metode rasional dapat dilihat pada grafik berikut ini:



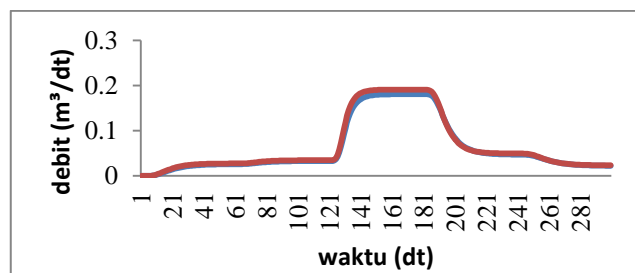
Gambar 3.5 Gambar Grafik Banjir Rancangan dan Hasil Routing Banjir Daerah 5

Dengan perhitungan yang sama dari hasil routing kemudian didapatkan routing debit puncak kumulatif sebesar $0,191 \text{ m}^3$. Perubahan tata guna lahan yang terjadi di kampus II UMS mengakibatkan terjadinya kenaikan debit banjir yang semula adalah $0,1807 \text{ m}^3/\text{dt}$ menjadi $0,191 \text{ m}^3/\text{dt}$. Kenaikan debit puncak tersebut dapat dilihat pada tabel dan gambar grafik berikut ini:

Tabel 3.10 Tabel Perbandingan Debit Puncak Sebelum dan Sesudah Diadakan Pembangunan Masjid

Qpuncak	Qpuncak sebelum (m ³ /dt)	Qpuncak setelah (m ³ /dt)	%selisih
D-1	0.0322	0.0322	0%
D-2	0.0653	0.0653	0%
D-3	0.1342	0.1342	0%
D-4	0.1624	0.1624	0%
D-5	0.1807	0.1910	1,026%
D-6	0.1872	0.1974	1,019%

Pada tabel perbandingan diatas menunjukkan perubahan debit puncak sebelum dan sesudah. Perubahan debit hanya terjadi pada daerah 5 dan daerah 6 karena nilai C yang berubah hanya didaerah 5 dan 6. Sedangkan nilai Tc selalu tetap dan tidak berubah.



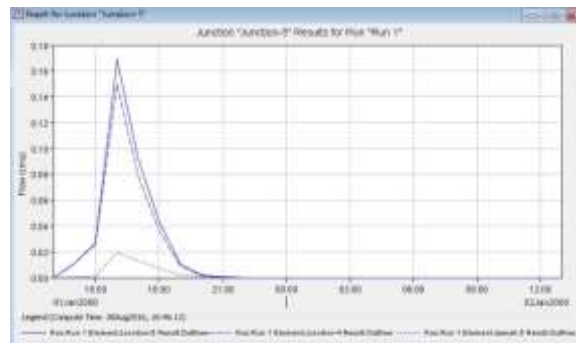
Gambar 3.6 Gambar Grafik Perbandingan Debit Puncak Sebelum dan Setelah Pembangunan Masjid Periode 2 Tahunan

3.7. Pemodelan HEC-HMS

Dari input data menggunakan model SCS Unit Hidrograf Nilai debit puncaknya dapat dilihat pada tabel dan grafik berikut ini:

Tabel 3.11 Nilai Debit Puncak Model HEC-HMS dengan SCS Unit Hydrograph Sebelum Diadakan Pembangunan Masjid

<i>Hydrologic Element</i>	<i>drainage area</i> (km ²)	<i>Peak discharge</i> (m ³ /s)
J-1	0.0036	0.0314
J-2	0.0036	0.0628
J-3	0.007	0.1239
J-4	0.003	0.1501
J-5	0.006	0.1691
J-6	0.002	0.176

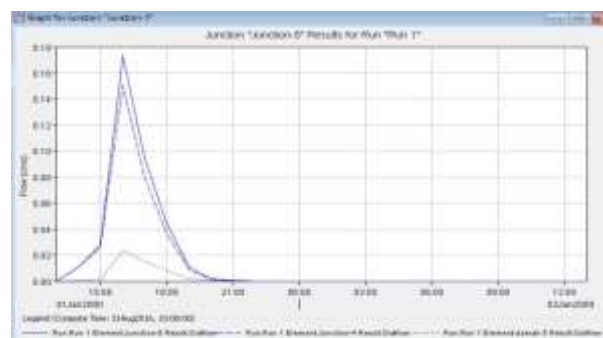


Gambar 3.7 Grafik Debit Puncak Daerah 5 Model SCS Unit Hydrograph

Dari hasil analisa peak discharge pemodelan sebelum diadakan pembangunan masjid dengan menggunakan SCS Unit Hydrograph didapatkan debit sebesar 0,1691 m³/dt. Perubahan tata guna lahan tersebut mengakibatkan perubahan nilai CN pada daerah 5 yang awalnya 69 menjadi 73,83. Dari input data menggunakan model SCS Unit Hidrograf didapatkan nilai debit puncaknya dapat dilihat pada tabel dan grafik berikut ini:

Tabel 3.12 Nilai Debit Puncak Model HEC-HMS dengan SCS Unit Hydrograph Setelah Diadakan Pembangunan Masjid.

<i>Hydrologic Element</i>	<i>drainage area (km²)</i>	<i>peak discharge (m³/s)</i>
J-1	0.0025	0.0314
J-2	0.0027	0.0628
J-3	0.0057	0.1239
J-4	0.0027	0.1501
J-5	0.0064	0.1731
J-6	0.0023	0.18

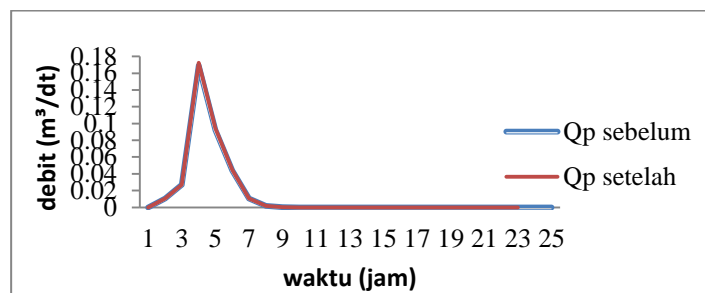


Gambar 3.8 Grafik Debit Puncak Daerah 5 Model SCS Unit Hydrograph

Dari hasil analisa peak discharge pemodelan sebelum diadakan pembangunan masjid dengan menggunakan SCS Unit Hydrograph didapatkan debit sebesar 0,1731 m³/dt. Untuk lebih jelas dapat dilihat pada tabel dan gambar grafik berikut ini:

Tabel 3.13 Nilai Debit Puncak Model HEC-HMS dengan SCS Unit Hydrograph Sebelum Dan Sesudah Diadakan Pembangunan Masjid.

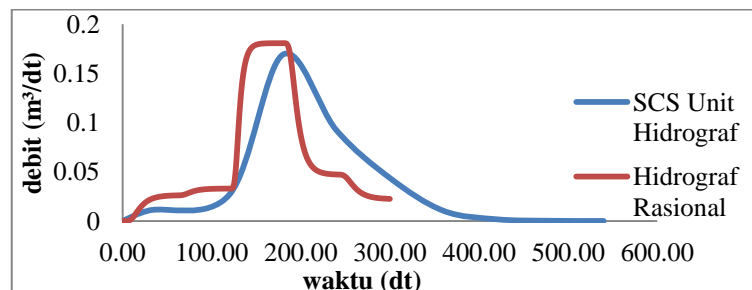
Qpuncak	Qpuncak sebelum (m ³ /dt)	Qpuncak setelah (m ³ /dt)	%selisih
J-1	0.0314	0.0314	0%
J-2	0.0628	0.0628	0%
J-3	0.1239	0.1239	0%
J-4	0.1501	0.1501	0%
J-5	0.1691	0.1731	0,4%
J-6	0.1760	0.1792	0,32%



Gambar 3.9 Gambar Grafik Perbandingan Debit Puncak HEC-HMS Sebelum dan Setelah Pembangunan Masjid Periode 2 Tahunan
Penggunaan metode perhitungan rasional dan HEC-HMS dengan SCS Unit Hydrograf didapatkan debit yang terlampir pada tabel dibawah ini:

Tabel 3.14 Perbandingan Debit Puncak Rasional dan HEC-HMS Sebelum Diadakan Pembangunan

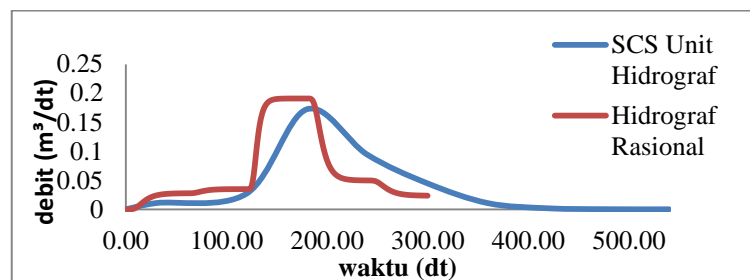
Q _{puncak}	Rasional	HMS	%selisih
J-1	0.0322	0.0314	0.084%
J-2	0.0653	0.0628	0.250%
J-3	0.1342	0.1239	1.031%
J-4	0.1624	0.1501	1.229%
J-5	0.1807	0.1691	1.160%
J-6	0.1872	0.176	1.116%



Gambar 3.10 Gambar Debit Puncak Metode Rasional dan SCS Unit Hidrograf Sebelum Pembangunan Masjid

Tabel 3.15 Perbandingan Debit Puncak Rasional dan HEC-HMS Setelah Diadakan Pembangunan

Q_{puncak}	Rasional	HMS	%selisih
J-1	0.0322	0.0314	0.084%
J-2	0.0653	0.0628	0.250%
J-3	0.1342	0.1239	1.031%
J-4	0.1624	0.1501	1.229%
J-5	0.1910	0.1731	1.786%
J-6	0.1974	0.18	1.735%



Gambar 3.11 Gambar Debit Puncak Metode Rasional dan SCS Unit Hidrograf Sesudah Pembangunan Masjid

Dengan cara perhitungan dan analisis yang sama didapatkan debit puncak untuk periode ulang 5 tahun, 10 tahun, 20 tahun, 25 tahun, dan 50 tahun sebagai berikut:

Tabel 3.16 Tabel Debit Puncak Berdasarkan Periode Ulang dengan Rasional

Q_{puncak}	2 tahun (m^3/dt)	5 tahun (m^3/dt)	10 tahun (m^3/dt)	20 tahun (m^3/dt)	25 tahun (m^3/dt)	50 tahun (m^3/dt)
D1	0.0322	0.0384	0.0428	0.0471	0.0485	0.0528
D2	0.0653	0.0778	0.0861	0.0945	0.0973	0.1057
D3	0.1342	0.1599	0.1769	0.1932	0.1984	0.2143
D4	0.1624	0.1935	0.2141	0.2338	0.2401	0.2593
D5	0.1910	0.2275	0.2517	0.2749	0.2823	0.3050
D6	0.1974	0.2352	0.2602	0.2842	0.2919	0.3153

Tabel 3.17 Tabel Debit Puncak Berdasarkan Periode Ulang dengan HEC-HMS

Q_{puncak}	2 tahun (m^3/dt)	5 tahun (m^3/dt)	10 tahun (m^3/dt)	20 tahun (m^3/dt)	25 tahun (m^3/dt)	50 tahun (m^3/dt)
D1	0.0314	0.0377	0.0419	0.0459	0.0471	0.0510
D2	0.0628	0.0754	0.0838	0.0917	0.0943	0.1021
D3	0.1239	0.1488	0.1652	0.1809	0.1859	0.2013
D4	0.1501	0.1802	0.2001	0.2192	0.2252	0.2438
D5	0.1731	0.2113	0.2369	0.2616	0.2694	0.2938
D6	0.1800	0.2207	0.2481	0.2746	0.2831	0.3093

3.8. Kapasitas Tampungan Saluran

Kapasitas tampungan saluran merupakan banyaknya debit air yang dapat disalurkan oleh saluran air. Perhitungannya adalah sebagai berikut ini:

$$\text{Kapasitas} = Q = B \cdot h \cdot \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{B \cdot h}{B + 2h} \right)^{2/3} S_o^{1/2}$$

$$\begin{aligned} Q &= 0,8.1. \frac{1}{0,02} \cdot \left(\frac{0,8.1}{0,8+2.1} \right)^{2/3} 0,0001^{1/2} \\ &= 0,1735 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Untuk lebih lengkapnya kapasitas tampungan yang dapat ditampung oleh saluran dapat dilihat pada tabel dibawah berikut ini:

Tabel 3.18 Tabel Kapasitas Tampungan Saluran

Qpuncak	2 tahun	5 tahun	10 tahun	20 tahun	25 tahun	50 tahun	kapasitas
	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
D1	0.0322	0.0384	0.0428	0.0471	0.0485	0.0528	0.4250
D2	0.0653	0.0778	0.0861	0.0945	0.0973	0.1057	0.2454
D3	0.1342	0.1599	0.1769	0.1932	0.1984	0.2143	0.2454
D4	0.1624	0.1935	0.2141	0.2338	0.2401	0.2593	0.1735
D5	0.1910	0.2275	0.2517	0.2749	0.2823	0.3050	0.1735
D6	0.1974	0.2352	0.2602	0.2842	0.2919	0.3153	0.1735

Berdasarkan tabel diatas kapasitas tampungan saluran yang dapat mengalirkan debit dari hulu ke hilir semakin kecil dikarenakan, kemiringan dasar saluran dari hulu kehilir semakin kecil. Kemiringan dasar saluran yang semakin kecil karena adanya sedimentasi didasar saluran. Selain itu bisa juga dimungkinkan pada hujan yang tidak terlalu besar, akan tetapi inlet yang masuk ke selokan intensitasnya kurang besar sehingga banjir dan genangan sering terjadi di daerah kampus II UMS tepatnya berada didepan Hall J, dan area parkir.

3.9. Analisa Waktu Pengetusan Genangan

Telah dijelaskan pada pembahasan sebelumnya bahwa genangan dapat terjadi karena kapasitas inlet yang terlalu kecil dan adanya tumpukan sedimen. Berikut ini perhitungan waktu yang diperlukan untuk mengetuskan genangan dengan 3 buah inlet yang masuk keselokan adalah sebagai berikut:

$$\text{Luas daerah terendam} = 65 \text{ m} \times 10 \text{ m} = 650 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Luas inlet} &= \frac{1}{4} \cdot \pi D^2 \cdot 3 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,1^2 \cdot 3 \\ &= 0,02358 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Kedalaman genangan (H)} = 20 \text{ cm} = 0,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} t &= \frac{2AH^{\frac{1}{2}}}{Cd \cdot a \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \quad t = \frac{2 \cdot 650 \cdot 0,2^{\frac{1}{2}}}{0,9 \cdot 0,02358 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} \\ &= 6184,76 \text{ detik atau 1 jam 43 menit.} \end{aligned}$$

3.10. Upaya mereduksi Puncak Banjir dan Usaha Konservasi Air dengan Sumur resapan.

Pengendalian yang dilakukan untuk menampung debit limpasan banjir rencana yang terjadi di kampus II UMS diambil debit limpasan kala ulang 2 tahun dari rumus rasional. Berikut adalah perhitungannya:

$$H = \frac{Q}{FK} \left(1 - e^{\frac{-FKT}{\pi R^2}} \right)$$

$$H = \frac{0,191}{11 \times 1,181 \times 10^{-5}} \left(1 - e^{\frac{11 \times 1,181 \times 10^{-5} \times 3600}{\pi \times 2^2}} \right)$$

$$= 53,70 \text{ m}$$

Tabel 3.19 Tabel Perhitungan Sumur Resapan Berdasarkan Periode Ulang

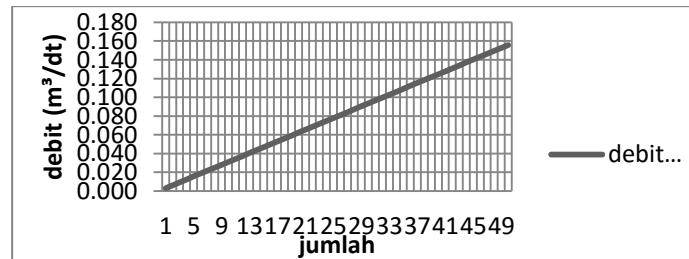
periode ulang	debit (m ³ /dt)	t (dt)	R (m)	K (m/dt)	F (m)	H (m)
2 tahun	0.191	3600	2	0.00001181	11	53.70
5 tahun	0.211	3600	2	0.00001181	11	59.42
10 tahun	0.252	3600	2	0.00001181	11	70.79
20 tahun	0.275	3600	2	0.00001181	11	77.31
25 tahun	0.282	3600	2	0.00001181	11	79.38
50 tahun	0.305	3600	2	0.00001181	11	85.76

Berdasarkan survey muka air sumur paling tinggi adalah sebesar 3 meter dari permukaan tanah. Maka kedalaman diasumsikan sedalam 3 meter maka 53,70/3 m didapatkan 17,8 dibulatkan sebanyak 18 buah yang nantinya akan diletakkan disekeliling masjid. Jika dicermati secara rinci jumlah sumur resapan sebanyak 18 buah, dan tidak mungkin untuk dibuat di sekitar masjid, sehingga jumlah paling banyak sumur yang dibuat disekitar masjid adalah 8 buah dengan jari-jari sumur sebesar 2m dan kedalaman sumur 3 m, maka debit yang dapat diresapkan kedalam sumur resapan adalah $8 \times FKH (= 6 \times 5.5 \times 2 \times 1.181 \cdot 10^{-5} \times 3 = 0.00312 \text{ m}^3/\text{dt})$. Dengan adanya sumur resapan ini dapat meredam puncak banjir sehingga puncak banjir dapat berkurang seperti yang ditampilkan berikut ini.

Tabel 3.20 Tabel Debit yang Teredam oleh Sumur Resapan

Debit Puncak m ³ /dt	Debit yang Diresapkan m ³ /dt	Qakhir	Penurunan Qpuncak
0.191	0.00312	0.188	1.63%
0.211	0.00351	0.208	1.66%
0.252	0.00390	0.248	1.55%
0.275	0.00312	0.272	1.13%
0.282	0.00312	0.279	1.10%
0.305	0.00312	0.302	1.02%

Debit yang diresapkan oleh sumur resapan dengan jumlah sumur resapan disajikan dalam gambar grafik berikut ini:



Gambar 3.12 Gambar Debit yang Tereklam Sumur Resapan

Jika dihitung secara rinci jumlah volume air yang diresapkan ke tanah oleh sumur resapan sebanyak 8 buah tersebut, maka harus dilakukan simulasi secara cermat dari data hujan harian (yang bersifat otomatis) dan debit resapan sumur resapan. Untuk perhitungan besar volume air yang diresapkan sulit dilakukan karena data hujan di lapangan bukan data hujan otomatis, sehingga perlu dilakukan asumsi-asumsi dan hal ini menjadi tantangan tersendiri. Pada penelitian ini tidak dilakukan analisis tersebut karena keterbatasan data yang didapat di lapangan.

4. KESIMPULAN DAN SARAN

Berdasarkan data penelitian serta hasil analisis dan pembahasan, dapat disimpulkan sebagai berikut :

1. Banjir dan genangan yang terjadi di Kampus II UMS terjadi karena inlet yang masuk keselokan intensitasnya kurang besar sehingga air meresapnya tidak maksimal dan kapasitas saluran yang kurang mencukupi karna adanya sedimentasi.
2. Perhitungan debit puncak dengan perhitungan rasional terjadi kenaikan debit sebesar 0,093 m³/dt atau 5,7%. Sedangkan perhitungan debit puncak dengan model SCS Unit Hidrograf didapatkan kenaikan debit sebesar 0,004 m³/dt atau 2,4%. Untuk meredam debit puncak banjir dan upaya konservasi air dilakukan dengan pembuatan sumur resapan. Adanya sumur resapan (8 bh) mampu meresapkan debit sebesar 0,00312 m³/dt atau sebesar 1,63% dari debit puncak dua tahunan(Q_{2T}).

Berdasarkan kesimpulan penelitian ini, maka penulis merekomendasikan beberapa saran yaitu:

1. Sebaiknya untuk memperhitungkan secara rinci aliran permukaan yang menyumbang banjir hendaknya dilakukan pengukuran kemiringan lahan secara detail.
2. Untuk hasil yang lebih akurat diperlukan pengujian langsung permeabilitas tanah pada daerah yang akan dibuat sumur resapan.

PERSANTUNAN

Ucapan terima kasih disampaikan kepada Balai Besar Wilayah Sungai Bengawan Solo yang telah memberikan data-data yang dibutuhkan dalam penelitian ini, sehingga penelitian dapat berjalan dengan lancar.

DAFTAR PUSTAKA

Affandy, N. A., & Anwar, N. (2014). Pemodelan Hujan Debit Menggunakan Hec Hms Di Das Sampean Baru. *Teknik Sipil Its*.

Arbor. (2012). Kajian Efektifitas Pengendalian Banjir Di Das Garang.

Asdak, C. (2004). *Hidrologi Dan Pengelolaan Daerah Aliran Sungai*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.

Dhama, S., Infantri, M., & Indra, P. G. (2007). Pengaruh Perubahan Tata Guna Lahan Terhadap Debit Banjir. *Teknik Keairan*.

Nurrisqi, E., & Suyono. (2013). Pengaruh Perubahan Penggunaan Lahan Terhadap Perubahan Debit Puncak Banjir Di Sub Das Brantas Hulu.

Rizky, B. A. (21014). *Analisis Karakteristik Banjir Sungai Bengawan Solo Ruas Bendung Colo Kota Surakarta*. Yogyakarta: Universitas Gadjah Mada .

Suparmanto, J., Bisri, M., & Sayekti, R. W. (2012). Evaluasi Dan Alternatif Penanggulangan Genangan Berbasis Konservasi Air Di Kota Kupang Das Dendeng-Merdeka Propinsi Nusa Tenggara Timur. *Jurnal Pengairan*.

Suripin. 2004. *Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan*. Yogyakarta: Andi Yogyakarta

Syamsudin, K., & Kaimuddin. (2014). Dampak Perubahan Penggunaan Lahan Terhadap Debit Puncak Di Hulu Jeneberang. *Program Studi Sistem-Sistem Pertanian*.

Widiarti, W. Y., & Sukmawati, S. (2013). Analisa Perubahan Tata Guna Lahan Terhadap Karakteristik Hidrologi Dengan Hec Hms Dan Gis Untuk Mitigasi Bencana. *Forum Ilmiah Tahunan Ikatan Surveyor Indonesia*.